

ESTUDIO SÍSMICO DEL TÚNEL DE SOMPORT

Rafael López Guarga

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Huesca.

Francisco Javier Montans Leal.

Dr. Ingeniero Industrial.

Sociedad de Investigación, Estudios y Experimentación (SINEX) S.A. Madrid.

M^a del Sagrario Gómez Lera.

Prof. Dr. Ingeniero Industrial.

Universidad Politécnica de Madrid.

Enrique Alarcón Álvarez.

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Universidad Politécnica de Madrid.

Presidente de SINEX S.A.

RESUMEN

Se está construyendo actualmente un nuevo túnel de 8.6 Km de longitud bajo los Pirineos en una zona donde se ha observado una sismicidad de cierta importancia.

Independientemente de los estudios que se realizarán para zonas especiales, como los correspondientes a los edificios adosados a las boquillas, se ha elaborado un análisis global para ver la influencia que los numerosos cambios en las condiciones del suelo pueden tener sobre las tensiones y desplazamientos del sostenimiento.

El artículo describe las condiciones de peligrosidad sísmica y muestra alguno de los modelos utilizados para calcular la respuesta sísmica del túnel.

ABSTRACT

A new tunnel, 8.6 km.long, is being built under the Pyrenees in a zone of fairly severe seismic activity. Independently of the studies to be made for special areas such as those where buildings will be sited alongside the tunnel openings, a global analysis has been made of the probable influence of the many changes of the soil conditions on the axial stresses of the structures. The article outlines the conditions of seismic risk and presents some of the models use to calculate the seismic response of the tunnel.

Se admiten
comentarios a este
artículo, que deberán
ser remitidos a la
Redacción de la ROP
antes del 30 de
diciembre de 1996.

Recibido en ROP:
junio de 1996

TECNOLOGIA

EXPERIENCIA

CALIDAD

EN TODAS NUESTRAS REALIZACIONES

TUNEL DE SOMPORT



• En agrupación

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

- LONGITUD TOTAL.....8.610 m.
5.760 m. en España
2.850 m. en Francia
- ANCHO TOTAL.....10,50 m.
- ALTURA LIBRE MINIMA.....4,55 m.
- SECCION DE EXCAVACION.....100 m².
- SUPERFICIE UTIL.....78 m².



ENTRECANALES
TECNOLOGIA · EXPERIENCIA · CALIDAD



1. INTRODUCCIÓN

Las dos comunicaciones por carretera entre España y Francia que tienen mayor utilización se encuentran localizadas en los extremos del Pirineo en las regiones vasca y catalana. Para mejorar la permeabilidad de la frontera se decidió excavar un túnel en la zona central de la misma que permitiera conectar el levante español con la zona atlántica francesa a través de Zaragoza y Huesca en Aragón y Pau en el Bearn (figura 1). En 1990 el túnel fue incluido en el Plan de Infraestructuras de la Comunidad Europea, formando también parte del itinerario E07 Toulouse-Pau-Zaragoza-Madrid, iniciándose en 1994 los trabajos simultáneamente en ambos países.

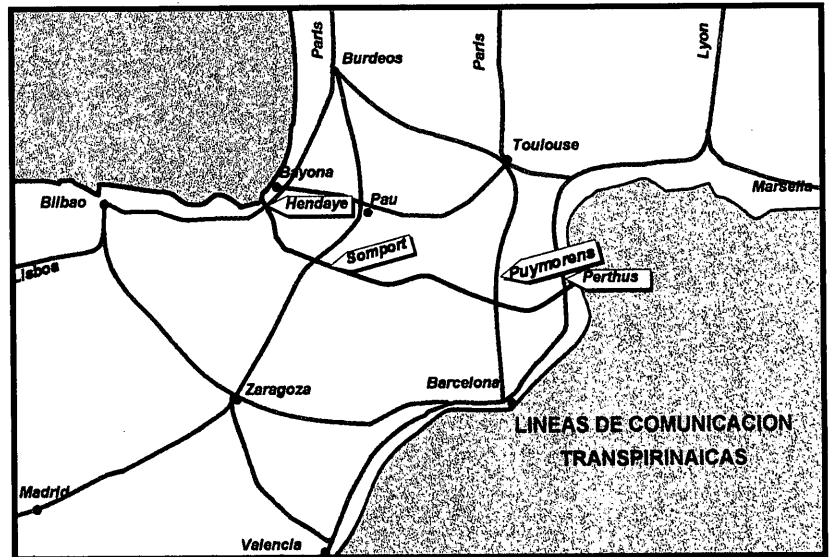


Figura 1.
Situación
del túnel
de Somport.

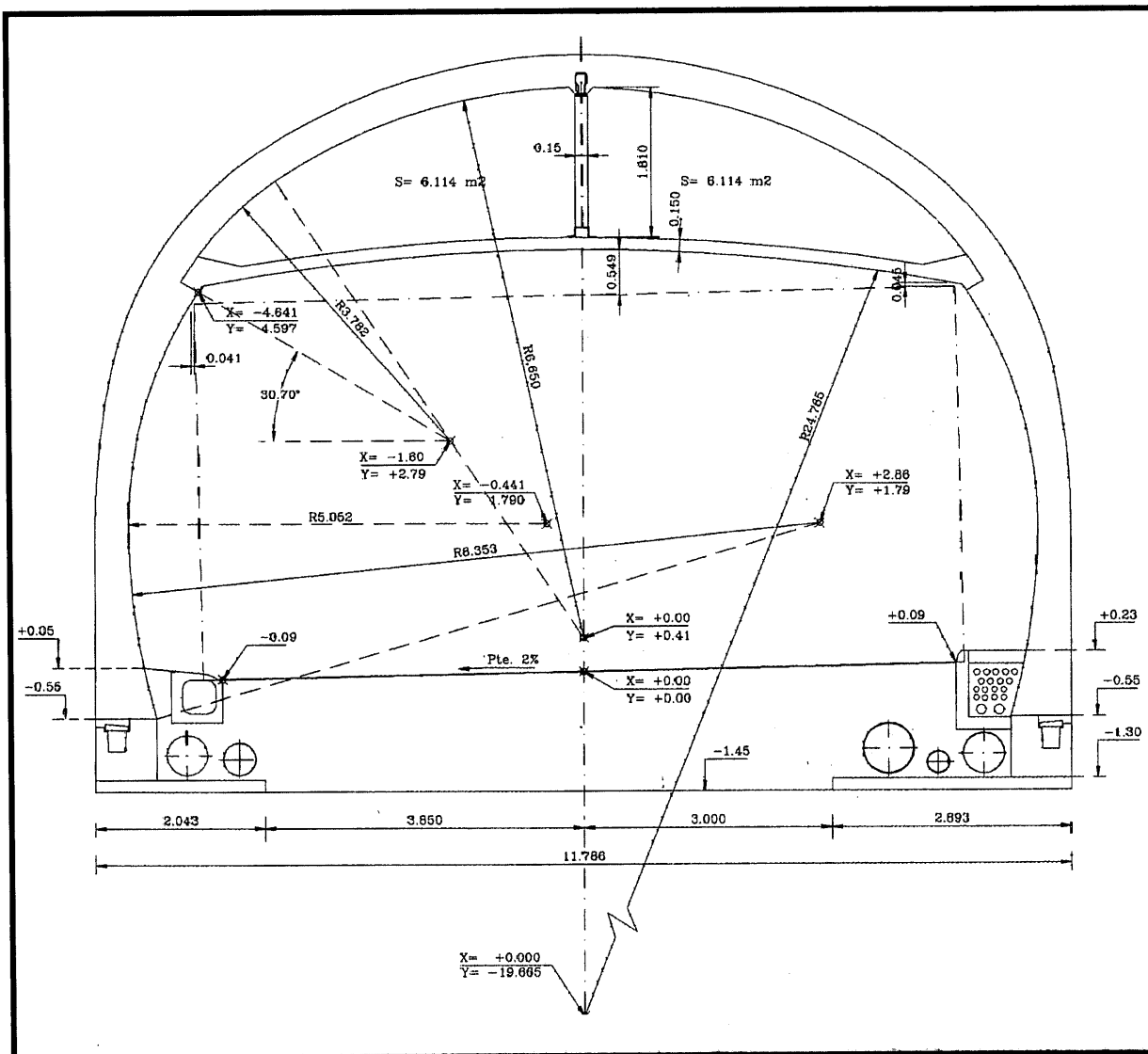


Figura 2.
Sección
transversal
del túnel.

2ª Conferencia Internacional

HIDROLOGÍA MEDITERRÁNEA

LOS RECURSOS HÍDRICOS EN LOS PAÍSES MEDITERRÁNEOS

Valencia-Palau de la Música, 27-28 Noviembre 1996

para especialistas, científicos, ingenieros y técnicos de Empresas Eléctricas, Organos de la Administración relacionados con el Agua, Empresas Municipales, Ingenierías y Consultorías, Fabricantes de Equipos, Universidades y Centros de Investigación, etc.

APERTURA

Excm. Sra. Dña. RITA BARBERÁ NOLLA (Alcaldesa de Valencia)

Excmo. Sr. D. JOSÉ ANTONIO GARRIDO

(Vicepresidente de IBERDROLA. Presidente de IBERDROLA INSTITUTO TECNOLÓGICO)

Prof. Dr. JOSÉ D. SALAS (COLORADO STATE UNIVERSITY, Fort Collins, USA)

CONFERENCIA MAGISTRAL

SESIÓN TÉCNICA I

MEDICIONES Y MODELIZACIÓN DE PROCESOS HIDROLÓGICOS

Presidente: Honorable Sr. D. LUIS FERNANDO CARTAGENA

(Conseller de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la GENERALITAT VALENCIANA)

Moderador: Prof. Dr. JOSÉ DOLZ (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA)

Conferencia: D. JACQUES MIQUEL (ELECTRICITÉ DE FRANCE, Francia)

Mesa Redonda: "Mediciones de Procesos Hidrológicos. Estado actual y perspectivas"

Prof. Dr. DANIEL SEMPÈRE (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA)

Prof. Dr. JUAN VICENTE GIRÁLDEZ (UNIVERSIDAD DE CÓRDOBA)

Prof. Dr. JOSÉ D. SALAS (COLORADO STATE UNIVERSITY, Fort Collins, USA)

D. CÉSAR FERRER (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL EBRO)

D. ALFONSO PEDRERO (MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE)

D. CLEMENTE PRIETO (IBERDROLA)

SESIÓN TÉCNICA II

LOS RECURSOS HÍDRICOS EN LOS PAÍSES MEDITERRÁNEOS

Presidente: D. JAVIER HERRERO (Consejero Director General de IBERDROLA)

Moderador: D. JAVIER DE PINEDO (IBERDROLA)

Conferencia: (MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE)

Mesa Redonda: "Evolución de los Recursos Hídricos"

D. GIUSEPPE FERRAZZA (ENEL, Italia)

D. ANTON KOSEJ (ELES, Eslovenia)

D. JACQUES MIQUEL (EDF, Francia)

D. JEAN STEFANAKOS (EPE, Grecia)

D. VITOR VIEIRA y Dña. MARÍA NATALIA TAVARES (REN-EDP, Portugal)

D. CLEMENTE PRIETO (IBERDROLA)

D. ANTONIO MESTRE (INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA)

D. JAVIER ESCUDERO (IBERDROLA)

D. JAVIER VILLALBA (IBERDROLA)

SESIÓN TÉCNICA III

HIDROLOGÍA MEDITERRÁNEA ACONTECIMIENTOS EXTREMOS Y ACCIÓN ANTRÓPICA

Presidente: D. FERNANDO MARQUES SEABRA (U.N.I.P.E.D.E.)

Moderador: Prof. Dr. ELÍAS FERERES (UNIVERSIDAD DE CÓRDOBA)

Conferencias: Prof. Dr. ANTONIO RUIZ DE ELVIRA (UNIVERSIDAD ALCALÁ DE HENARES)

Dr. ANTONIO LABAJO (INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA)

Prof. Dr. JUAN B. MARCO (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA)

Prof. Dr. JUAN VICENTE GIRÁLDEZ (UNIVERSIDAD DE CÓRDOBA)

Prof. Dr. DANIEL SEMPÈRE (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA)

Dr. GERARDO BENITO (CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS -CSIC-)

CLAUSURA

Molt Honorable Sr. D. EDUARDO ZAPLANA

(Presidente de la GENERALITAT VALENCIANA)

Excmo. Sr. D. BENIGNO BLANCO

(Secretario de Estado de Aguas y Costas, MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE)

Excmo. Sr. D. ÍÑIGO DE ORIOL (Presidente de IBERDROLA)

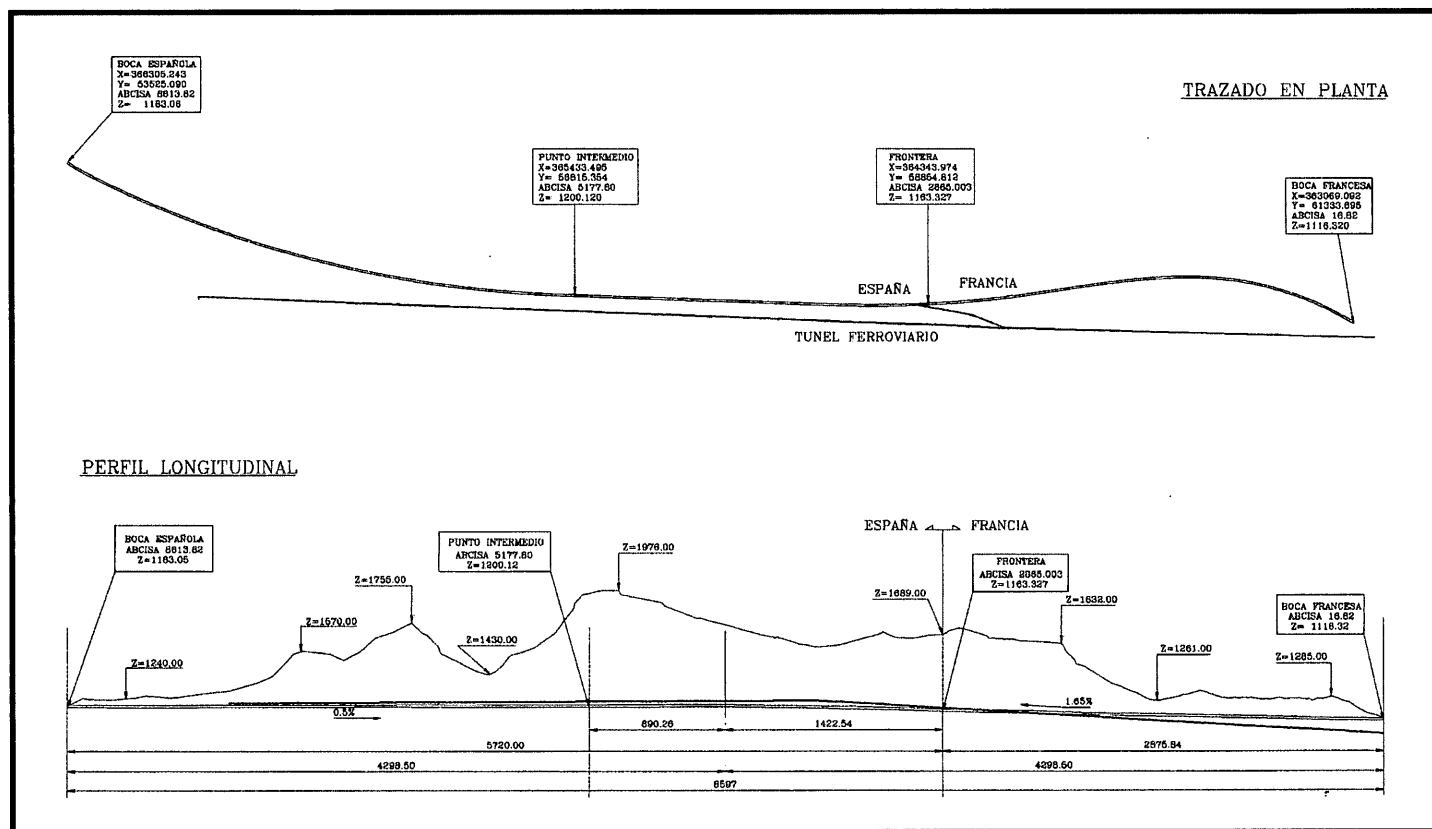
ENTREGA DEL PREMIO a la INNOVACIÓN TECNOLÓGICA EN EQUIPOS DE INSTALACIONES DE GESTIÓN Y USO DEL AGUA

EXPOSICIÓN

OBRAS REALIZADAS Y PREVISTAS EN LOS PLANES HIDROLÓGICOS DE LOS PAÍSES MEDITERRÁNEOS

Información e Inscripciones: **IBERDROLA INSTITUTO TECNOLÓGICO** - Edificio Albia 2, 7.º - E-48001 BILBAO

Tel. (94) 424 24 00 - Ex. (94) 424 06 48 - E-mail: info@iberdrola.es - Internet: <http://www.iberdrola.es>



2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y GEOLOGICAS

En la figura 2 se define la sección transversal del túnel. Como puede verse se habilitan dos carriles de 3,50 m de anchura cada uno, una mediana de 1 m y dos arcones de 0,50 m de tal forma que una posible reducción de vía útil debida a algún imprevisto o trabajo de explotación pueda acomodarse sin demasiados problemas.

El ancho total es de 10,5 m y la altura libre 4,55 m. La parte superior está dedicada a los conductos de ventilación por los que llega el aire fresco que será inyectado en el túnel siguiendo un esquema de ventilación semitransversal. El aire viciado se evacuará por las bocas utilizándose el conducto de ventilación para extracción de humos solamente en caso de incendio. El área total de la sección es de 78 m² repartidos en 64 m² para la zona de tráfico y 14 m² para los conductos de ventilación.

La longitud total es de 8.597 m, 5.850 de los cuales se encuentran en España y 2.747 de desarrollan en territorio francés.

Una interesante característica (figura 3) radica en que el túnel de carretera previsto discurre para-

lelo a un túnel de ferrocarril existente y actualmente en desuso; por ello se ha decidido conectar ambos tubos tanto para facilitar ataques en frentes múltiples durante la fase constructiva como para establecer un sistema permanente de líneas de evacuación en el caso hipotético de un accidente durante la explotación del túnel carretero.

La geología del emplazamiento está resumida en la figura 4. El macizo está formado por rocas pre-Hercinianas cubiertas por formaciones Permianas y la estructura geológica es debida a la tectónica Herciniana de la edad permocarbonífera y post-eocena alpina.

Para organizar el proyecto se establecieron cinco litologías típicas:

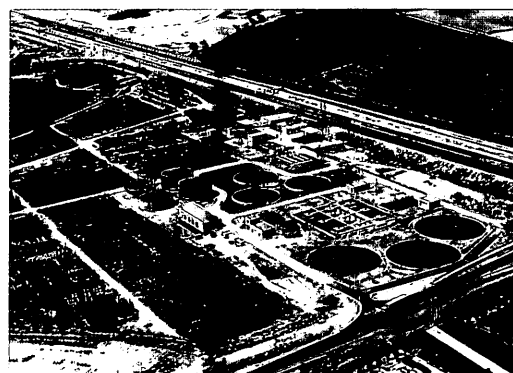
- ▼ La serie Atxerito fundamentalmente formada por limolitas y lutitas.
- ▼ La serie Pic Lariste donde los materiales predominantes son areniscas grises y lutitas negras.
- ▼ La Facies Culm con areniscas grauwaquicas y lutitas negras
- ▼ Caliza de corales
- ▼ Calizas negras namurienses

Figura 3.
Antiguo túnel
ferroviario y
actual túnel
carretero.

CALIDAD DE OBRA



PUENTE sobre
el RÍO LÉREZ.
PONTEVEDRA



ARRIBA:
PRESA de RUECAS.
LOGROSÁN.
CÁCERES.

DEBAJO:
E.D.A.R. de
SAN JERÓNIMO.
SEVILLA

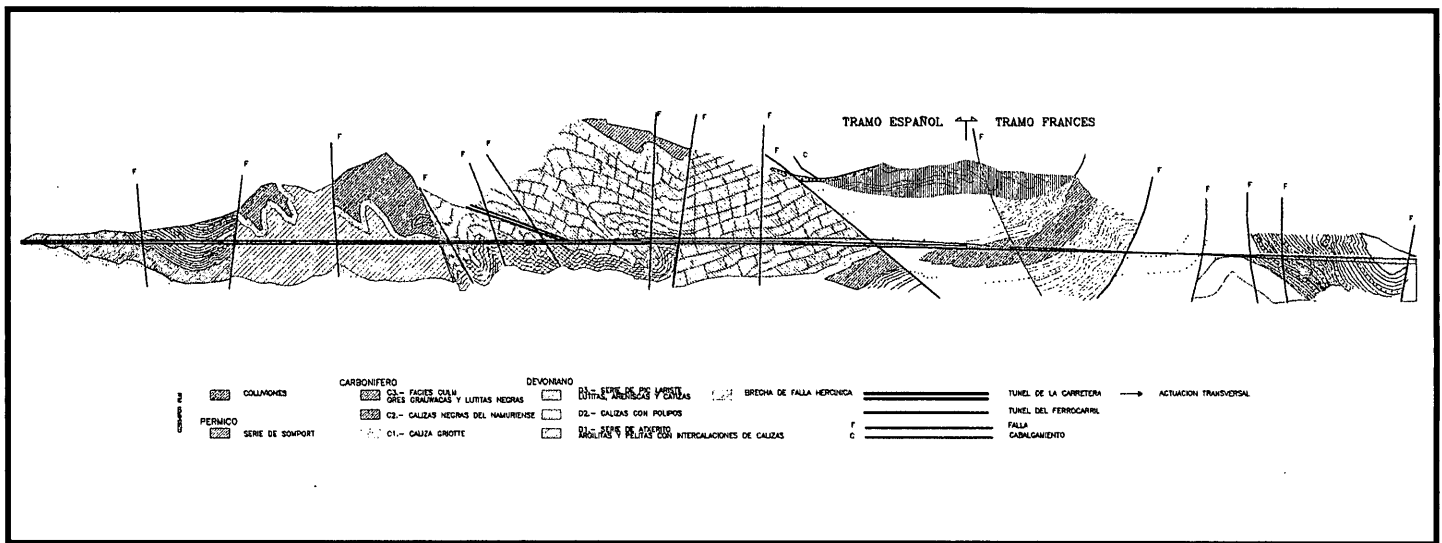


Figura 4.
Esquema
geológico.

Este orden se corresponde poco más o menos con una rigidez creciente de los materiales, tal como se muestra en la Tabla 1 donde se han reunido las propiedades mecánicas estáticas usadas en el proyecto del túnel.

Usando métodos tanto empíricos como numéricos, la longitud del túnel se ha subdividido en 15 tramos para cada uno de los cuales se han diseñado diferentes tipos de sostenimiento.

La densidad de los materiales varía entre 2.700 y 2.800 Kg/m³ siendo los más pesados los correspondientes a las series Atxerito y Pic Lariste.

Para obtener las propiedades dinámicas del macizo se ha recurrido a prospecciones sísmicas de refracción, microsismicidad, ensayos cross-hole, etc. Tras ponderar los resultados obtenidos con la experiencia acumulada en la literatura técnica se han seleccionado las propiedades indicadas en la Tabla 2, donde ρ es la densidad adoptada del material, C_p y C_s las celeridades de las ondas de compresión y corte respectivamente, E_{din} el módulo de Young dinámico y G el módulo dinámico de rigidez.

3. PELIGROSIDAD SÍSMICA

En la figura 5 se han colocado los mapas sísmicos de los territorios español y francés. Como puede observarse, a lo largo de los Pirineos existe una sismicidad activa y homogénea con algunas concentraciones en Francia alrededor de Arette, Araudy (que sufrió en 1980 un terremoto con una magnitud superficial $M_s = 5,4$, es decir el terremoto más fuerte de Francia en los últimos 30 años),

Bigorre, Bagnères de Luchon y el macizo de la Madaleta.

El túnel de Somport está relativamente próximo a Arette donde se produjo en 1967 un terremoto de Intensidad VIII.

Usando la Norma francesa AFPS-90 y considerando el túnel como estructura de clase B, la aceleración nominal en la llamada Zona I sería 2 m/s² y en la zona II 3 m/s².

Para los cálculos se ha optado por un valor intermedio y por ello el terremoto de cálculo tiene las siguientes propiedades:

TABLA 1. PROPIEDADES ESTÁTICAS DE LAS ROCAS

TIPO DE ROCA	MODULO DE YOUNG (N/m ²)	COEFICIENTE DE POISSON
FACIES ATXERITO	$3'5 \cdot 10^9$	0.3
FACIES PIC LARISTE	$6 \cdot 10^9$	0.3
FACIES CULM	$15 \cdot 10^9$	0.3
FACIES CALIZA DE CORALES	$32 \cdot 10^9$	0.3
FACIES CALIZAS NEGRAS	$32-45 \cdot 10^9$	0.3

TABLA 2. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ROCAS

SERIE	ρ (Kg/m ³)	C_p (m/s)	C_s (m/s)	E_{din} (N/m ²)	G (N/m ²)
ATXERITO	2.750	3.000	1.600	18×10^9	7×10^9
PIC LARISTE	2.750	3.500	1.900	25×10^9	10×10^9
CULM	2.750	4.000	2.200	34×10^9	13×10^9
CALIZAS	2.750	5.000	2.700	50×10^9	20×10^9



KA-TE: Número uno en el mundo en reparación de tuberías sin excavación

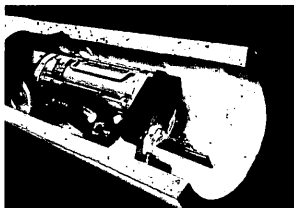
Adherencia

Para conseguir una adherencia óptima del epoxi al tubo, así como un relleno perfecto, se fresan las fisuras, las juntas y los bordes de las roturas (de 25 a 30 mm).



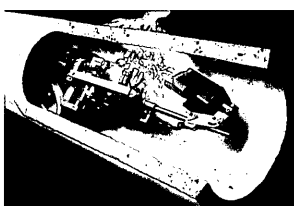
Impermeabilidad

La resina ha sido especialmente fabricada por MBT para KA-TE, y puede ser aplicada también bajo el agua, con garantía de una excelente adherencia durante años.



Versatilidad

Además de fresar juntas y fisuras, se puede utilizar como el más eficaz cortaraíces.



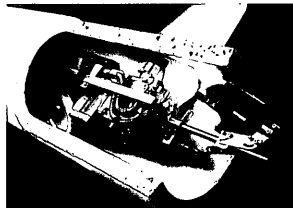
Potencia

Gracias al potente motor de la fresadora (4'5 c.v.), el robot elimina sedimentos duros, como lechada de hormigón.



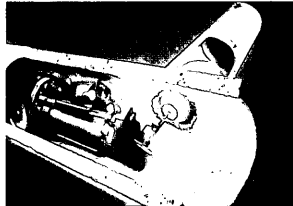
Precisión

Con la fresadora de diamante pueden cortarse con precisión las acometidas que sobresalen, ajustándolas a la pared interior del tubo.

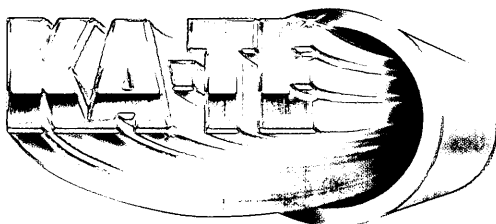


Ajuste

Las acometidas defectuosamente entroncadas se ajustan mediante un encofrado hinchable que se introduce desde la tubería principal.



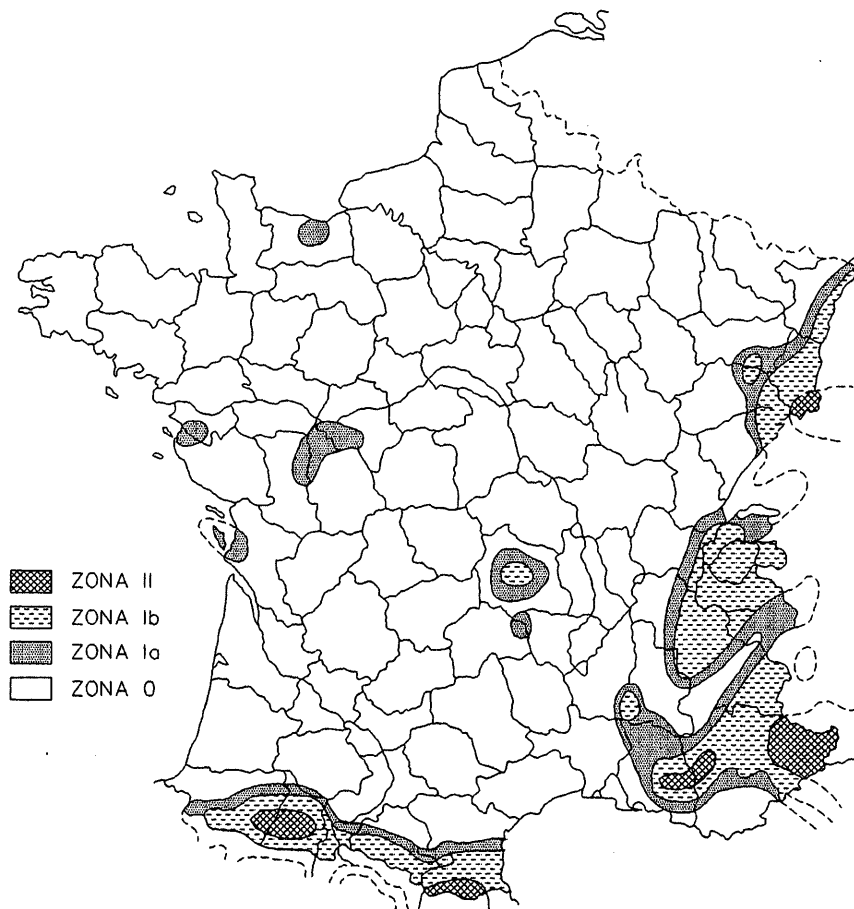
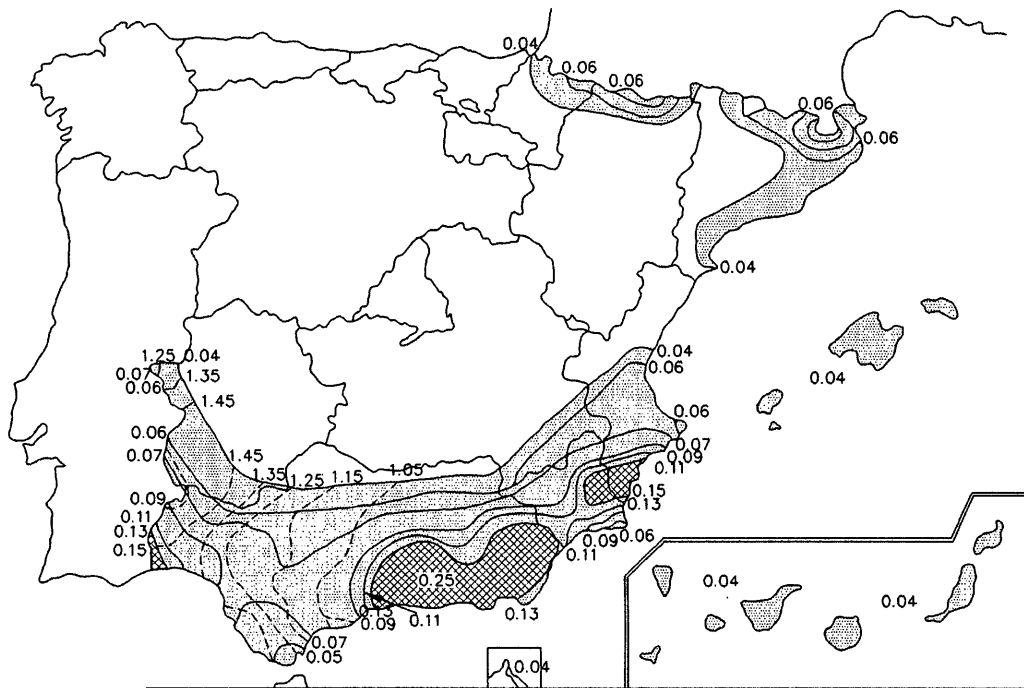
Alta tecnología suiza, ahora en España.




COINUSA
Conservación
de Infraestructuras
Urbanas, S.A.

Camino de Hormigueras, 131. 28031 Madrid
Tel.: 778 13 15. Fax: 778 16 57

Figura 5.
Sismicidad
de España
y Francia.



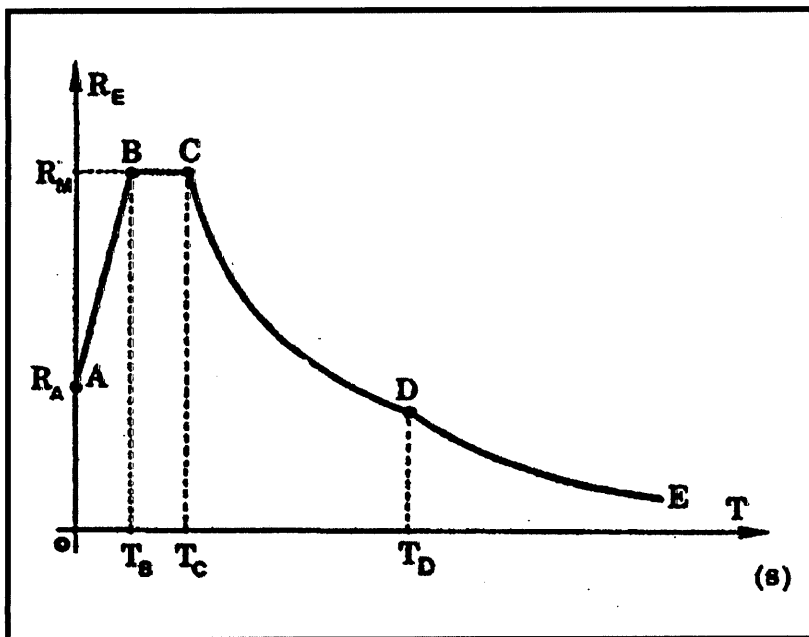


Figura 6.
Espectro de
respuesta
genérico.

▼ Sismo horizontal:

Aceleración máxima: $a = 25\% g$
Velocidad máxima: $v = 18 \text{ cm/s}$
Desplazamiento máximo: $d = 6 \text{ cm}$

▼ Sismo vertical:

Aceleración máxima: $a = 15\% g$

4. ESPECTRO DE RESPUESTA DE PROYECTO Y ACELEROGRAMAS CONGRUENTES

El espectro de proyecto utilizado es el resultado de la comparación de los espectros contenidos en el Eurocódigo 8, la Norma francesa AFPS-90 y la española NCSE-90 todas las cuales tienen una forma semejante a la indicada en la figura 6. La

Tabla 3 resume las variables para el tipo de emplazamiento.

Puesto que la Norma NCSE-90 es la que produce una meseta más ancha y puesto que K es un parámetro destinado a modificar el espectro elástico para sus aplicaciones a edificios, se seleccionó el espectro de la Norma española con un valor unidad para K .

Como se verá más adelante, el espectro de desplazamientos es necesario para el cálculo de la respuesta del túnel. Tras las transformaciones habituales se obtuvo la figura 7 en que la línea llena representa los desplazamientos de la superficie del suelo mientras la discontinua corresponde al nivel del túnel.

Usando un método típico de simulación se ha obtenido una familia de acelerogramas compatible con el espectro anterior, que se ha utilizado para el cálculo paso a paso.

Este acelerograma será utilizado en los estudios no-lineales que se describen más adelante.

5. MODELADO DEL TÚNEL

Existen diferentes estadísticas sobre la respuesta sísmica de túneles y tuberías, principalmente en USA y Japón, que muestran la baja sensibilidad de los túneles a la acción de los sismos.

Los daños principales que se han observado son debidos:

- ▼ a) a la licuación de suelos o al deslizamiento de taludes
- ▼ b) al movimiento de fallas activas
- ▼ c) a los desplazamientos relativos provocados por el paso de las ondas

Entre los diferentes artículos relacionados con el primer tema pueden citarse los debidos a Niyajima y Kitaura¹, Wang et al², O'Rourke y Lane³ et al⁴, etc.

TABLA 3. COMPARACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

NORMA	R_A	R_M	T_B	T_C	T_D	K
EC 8	1	2.5	0.2	0.40	—	2/3
AFPS 90	1	2.5	0.15	0.30	2.7	2/3
NCSE 90	1	2.5	0.15	0.34	—	1

La influencia de fallas activas ha sido estudiada entre otros por Newmark et al⁵, Ariman y Lee⁶, Wang⁷, Iseberg et al⁸, etc.

Puesto que no se conoce ninguna actividad sísmica en las fallas detectadas en el túnel de Somport y ya que sólo se va a estudiar la parte interior del túnel, el análisis queda confinado a la tercera posible causa de daños: el movimiento provocado por el paso de las ondas donde los modelos iniciales son los de Kuesel⁹ y Akiyoshi¹⁰, tal como se describe en Hacar y Alarcón¹¹, y al que han contribuido, por ejemplo, Hindy y Novak¹² o Hwang y Lysmer¹³.

El túnel puede recibir la onda desde cualquier dirección (figura 8) y según mostró Kuesel el peor efecto es cuando el ataque se realiza bajo un cierto ángulo. Para estudiarlo, la onda se descompone en ejes del túnel y se observa la posibilidad de cuatro efectos:

- ▼ Onda longitudinal flectando la estructura en direcciones vertical u horizontal
- ▼ Onda longitudinal estirando y comprimiendo la estructura
- ▼ Onda transversal deformando la estructura como un anillo
- ▼ Onda transversal cargando la estructura en vertical

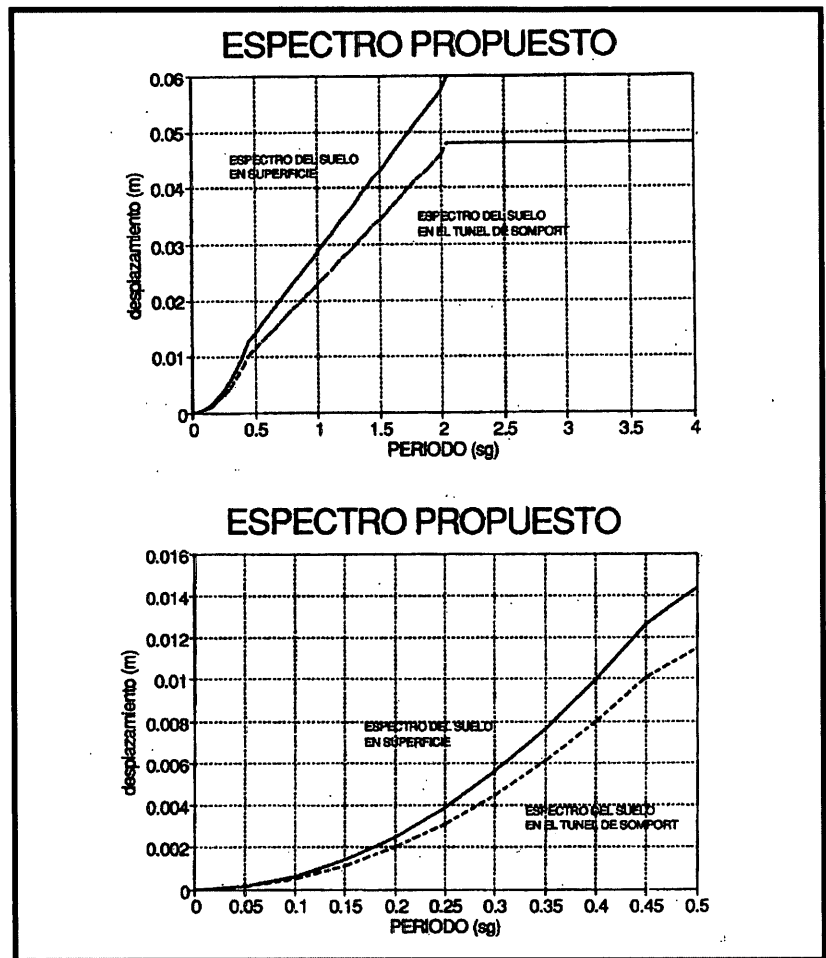


Figura 7.
Espectro de desplazamientos.

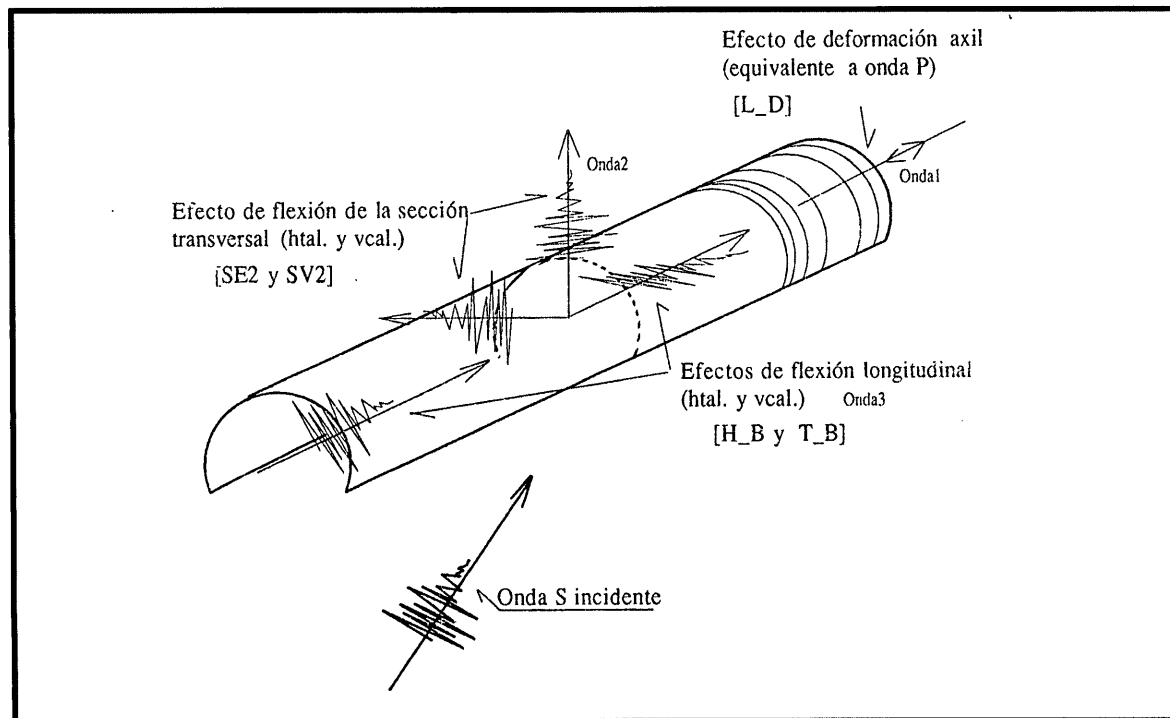


Figura 8.
Acciones de una onda oblicua al revestimiento.

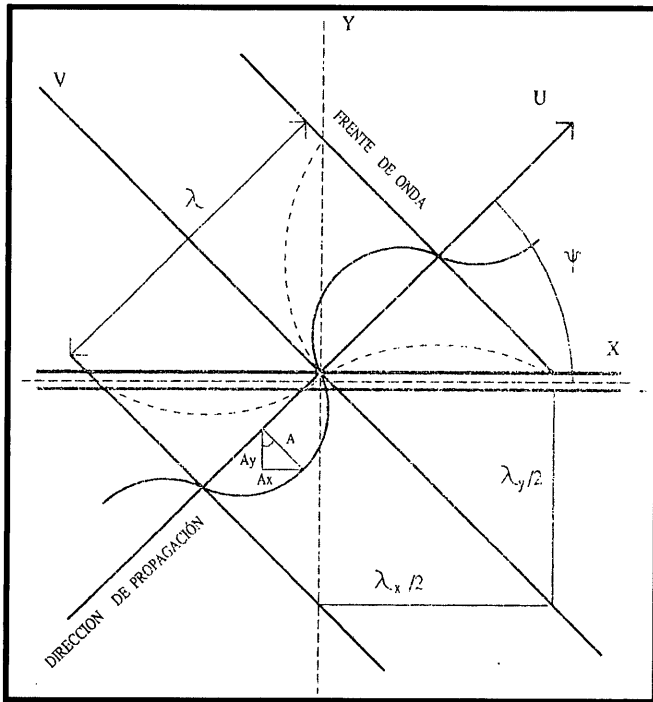


Figura 9.
Efectos de una onda oblicua.

Suponiendo que la viga se adapte a los desplazamientos del suelo la superposición de ambos efectos permite calcular las deformaciones longitudinales $\epsilon = \epsilon_s + \epsilon_b$

$$\epsilon_s = \frac{du_x}{dx} = A \sin \psi \frac{2\pi}{\lambda} \cos \psi \cos \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} x \right)$$

$$\epsilon_b = \frac{1}{2} BK = \frac{1}{2} B \frac{d^2 u_y}{dy^2} = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 \frac{AB}{2} \cos^2 \psi \sin \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} x \right) \quad (3)$$

donde B es el canto de la viga.

Las correspondientes tensiones son:

$$\sigma = \frac{2\pi A}{\lambda} E \sin \psi \cos \psi \cos \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} x \right) + ABE \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 \cos^3 \psi \sin \left(\frac{2\pi \cos \psi}{\lambda} x \right) \quad (4)$$

5.1. MODELO TIPO VIGA

Siguiendo a Kuesel la acción de una onda S, con amplitud A y longitud de onda λ , que ataca el túnel bajo un ángulo ψ (produce dos efectos en el túnel (figura 9). Analizando la dirección transversal los desplazamientos son:

$$U_y = A_y \sin \left(\frac{2\pi}{\lambda_y} y \right) = A \cos \psi \sin \left(\frac{2\pi \sin \psi}{\lambda} y \right) \quad (1)$$

$$U_y = A_x \sin \left(\frac{2\pi}{\lambda_y} y \right) = A \sin \psi \sin \left(\frac{2\pi \sin \psi}{\lambda} y \right)$$

cuyos efectos actúan en la sección transversal del túnel.

En dirección longitudinal:

$$U_y = A_y \sin \left(\frac{2\pi}{\lambda_x} x \right) = A \cos \psi \sin \left(\frac{2\pi \sin \psi}{\lambda} x \right) \quad (2)$$

$$U_y = A_x \sin \left(\frac{2\pi}{\lambda_x} x \right) = A \sin \psi \sin \left(\frac{2\pi \sin \psi}{\lambda} x \right)$$

que producen la flexión longitudinal de la viga y su alargamiento.

cuyo máximo en x siempre es inferior a;

$$\sigma_{\max} = \frac{2\pi A}{\lambda} E \left\{ \frac{1}{2} \sin(2\psi) + \frac{B}{\lambda} \pi \cos^3 \psi \right\} \frac{\lambda}{B \cos \psi} \geq 6 \quad (4)$$

(el máximo se obtiene en $x = \lambda / (2 \pi \cos \psi)$ a $\tan(\pi B / \lambda \cos \psi / \tan \psi)$)

La limitación a la validez de la expresión se desprende de la hipótesis de Bernoulli supuesta en el cálculo de ϵ_b

Como puede observarse, el máximo ϵ ó σ no se obtiene para el mismo ángulo, que depende de B y λ . Kuesel calculó el máximo también en ψ y λ lo que lleva a un valor $\sigma_{\max} = 0.867 AE/B$ para $\psi = 32^\circ$ y $\lambda \geq 6B$. Puesto que se consideró que esta expresión es conservadora en exceso se procedió a estudiar la ecuación variando ángulos de incidencia y longitudes de onda. Como ejemplo la figura 10 muestra las tensiones máximas en relación con ψ y T (periodo) para uno de los tipos de suelo que se ha citado más arriba. En 10a se encuentran las tensiones debidas al esfuerzo axial y en la 10b las debidas a la flexión. La suma de ambas conduce a 10c donde puede observarse que el ángulo de incidencia que produce las tensiones máximas varía

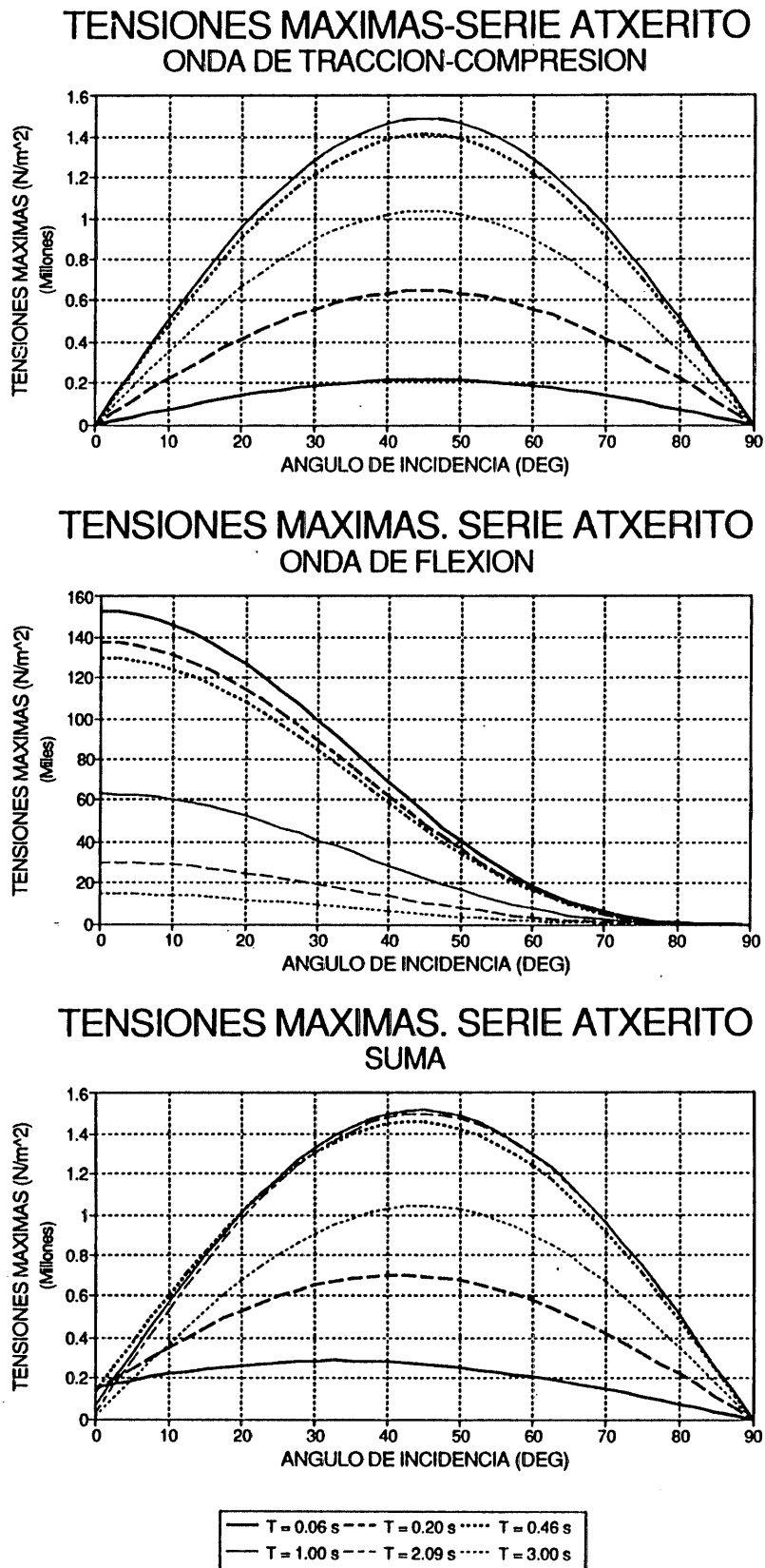
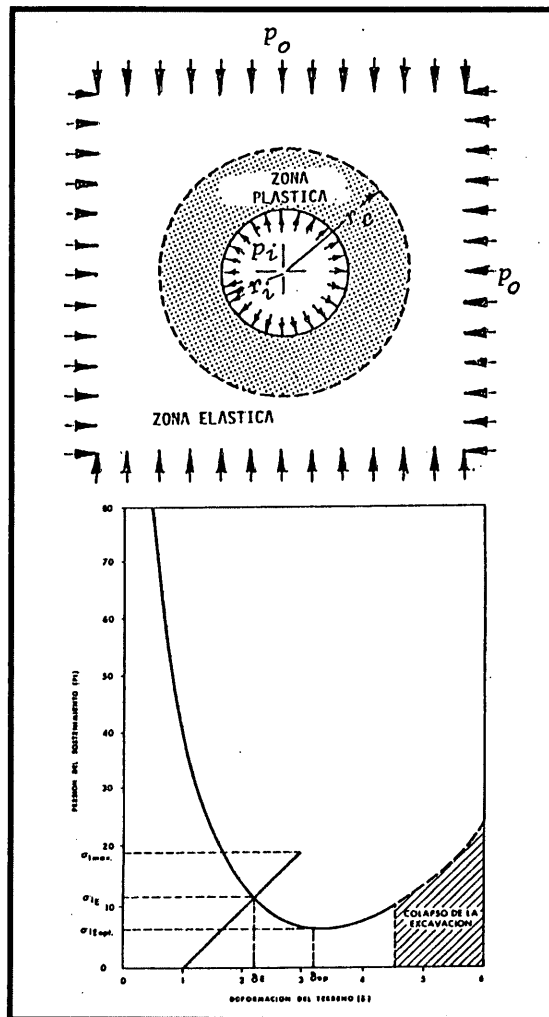


Figura 10.
Tensiones generadas por una onda desplazándose en roca de la serie Atxerito.

Figura 11.
Comportamiento
elastoplástico del
anillo de roca
alrededor del
sostenimiento.



con la longitud de onda y lo mismo sucede con el nivel de tensiones. La banda de λ en que se obtienen los máximos coincide con la correspondiente a la meseta del espectro de respuesta.

5.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

La ventaja de un método numérico como el de los Elementos Finitos radica en la posibilidad de incorporar en el modelo comportamientos no lineales y detalles especiales como cambios de terreno, tipos distintos de sostenimiento, etc. Puesto que Hindy y Novak ya apreciaron que los cambios de terreno afectan a las tensiones en el sostenimiento se ha procedido a una discretización que permita cuantificar la importancia de estos efectos.

Entre los inconvenientes de un método de este tipo se encuentra la imposición de las condiciones de contorno que pueden ser complicadas si se

procede al truncamiento de una parte del túnel. En el túnel de Somport, sin embargo, la existencia de refugios para caso de accidente cada 900 m permite admitir, dadas sus dimensiones y rigidez, la hipótesis de empotramiento respecto al grado de libertad de giro.

Existe además la condición sobre la capacidad del modelo para reproducir las frecuencias de interés. En este caso la longitud de onda mínima debe ser tal que $(\lambda/5) \approx 20 - 30$ m.

Las dimensiones de la estructura sugieren a primera vista el uso de una sollicitación múltiple en los soportes que refleje el carácter viajero de las ondas. En el programa utilizado para el cálculo (Drain 2 DX) esta posibilidad está abierta pero, tal como demostró Hindy, la importancia del efecto disminuye con la velocidad de propagación de modo que con celeridades del orden de 300 m/s puede despreciarse y para 150 m/s las diferencias son inferiores al 20%. En nuestro caso estos límites están ampliamente superados por las características de todos los materiales que aparecen en el estudio y, por ello se ha recurrido a una sollicitación simultánea en la base de los soportes representativos del terreno.

5.2.1. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DEL TERRENO

Como es sabido la construcción de túneles según el llamado Nuevo Método Austriaco (NATM) implica la plastificación del terreno alrededor de la excavación. La labor principal del sostenimiento es el confinamiento radial de un anillo de roca cuyo papel es distribuir las tensiones alrededor de la perforación. El llamado Método de la Curva Característica se basa en el establecimiento de un estado de equilibrio tal que los desplazamientos del anillo plástico de roca sean compatibles con los del sostenimiento de modo que pueda suponerse (figura 11) que si se produce un desplazamiento adicional del sostenimiento contra la roca, la respuesta de ésta última es plástica y sigue la curva característica mientras que si se produce una descarga la respuesta de la roca es elástica según la tangente inicial la curva característica.

De esta forma es posible obtener un módulo de reacción del terreno para cada uno de los tipos de roca que aparecen alrededor del túnel.

A falta de mejor justificación la rigidez longitudinal puede obtenerse comparando los modelos de Kelvin y Boussinesq

$$K_z = \frac{3-4\nu}{8(1-\nu)^2} K_r^{pl} \quad (6)$$

A partir de ello las rigideces en las tres direcciones pueden obtenerse mediante la aplicación de un desplazamiento virtual δ tal como se indica a continuación

$$\bar{F} = K_{eq} \delta = -\int K_r \bar{\delta}_r + K_\theta \bar{\delta}_\theta \quad (7)$$

donde si $\delta = 1$ \bar{F} es la fuerza equivalente, K_r es el módulo de reacción radial y K_θ el circunferencial que puede ser tomado igual al radial.

$$K_z = K_\theta$$

De esta forma, la rigidez horizontal resulta:

$$K_{eq} = K_r \{h + R_2 + R_1 \sin \psi_1 - R_2 \sin \psi_1\} + \frac{3-4\nu}{8(1-\nu)^2} K_r^{pl} \{R_1 - R_1 \cos \psi_1 + R_2 \sin \psi_1\} \quad (8)$$

donde K_r^{pl} es la rigidez plástica radial.

Finalmente la rigidez vertical puede obtenerse mediante los mismos pasos lo que conduce a

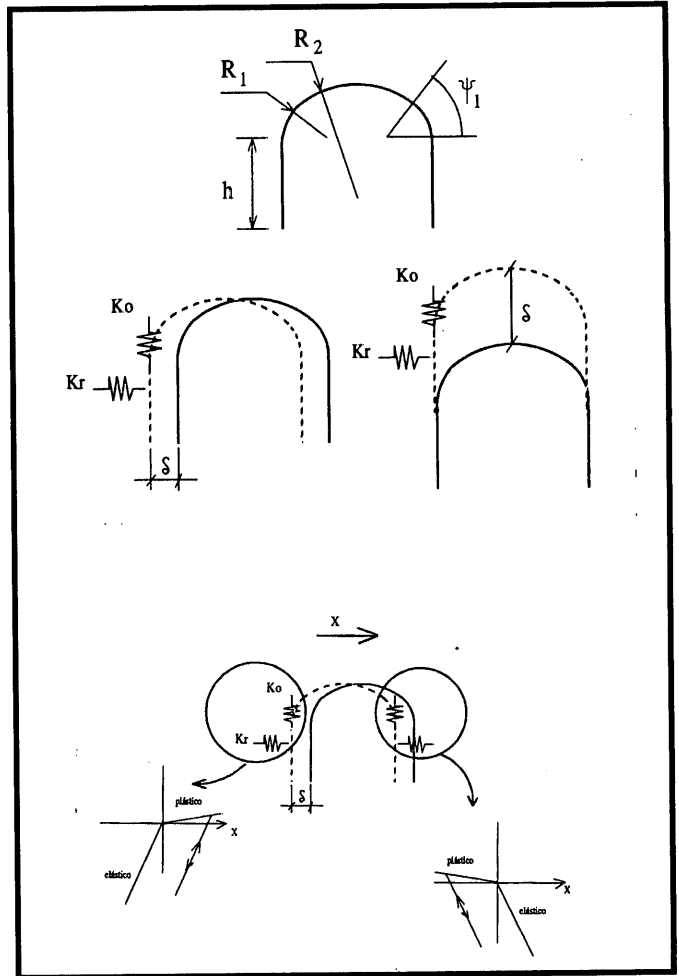
$$K_{eq} = \frac{3-4\nu}{8(1-\nu)^2} K_r^{pl} \{h + R_2 + R_1 \sin \psi_1 - R_2 \sin \psi_1\} + 2K_r \{R_1 - R_1 \cos \psi_1 + R_2 \sin \psi_1\} \quad (9)$$

Con estos valores es posible proceder al estudio en diferentes direcciones de actuación del sismo sin más que proyectar las rigideces (figura 12).

Para calcular la masa movilizada por un movimiento diferencial entre sostenimiento y terreno se utiliza de nuevo un principio de trabajo virtual combinado con una función de forma $\varnothing(r, \theta)$

$$m_{eq} = \int m \varnothing^2 a \quad (10)$$

Figura 12.
Determinación de las rigideces equivalentes del terreno alrededor del sostenimiento.



Por ejemplo, una función lineal sencilla si se supone sección circular podría ser:

$$\varnothing = \frac{R_2 - r}{R_2 - R_1} \quad (11)$$

donde R_1 es el radio de la excavación, R_2 el radio de plastificación y r la distancia al centro.

En cuanto al amortiguamiento se ha supuesto de tipo Rayleigh con parámetros α y β tales que:

$$\begin{aligned} [C] &= \alpha[M] + \beta[K] \\ \alpha &= 2\zeta \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ \beta &= 2\zeta \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \end{aligned} \quad (12)$$

Figura 13.
Modelo típico de
900 m. de longitud.

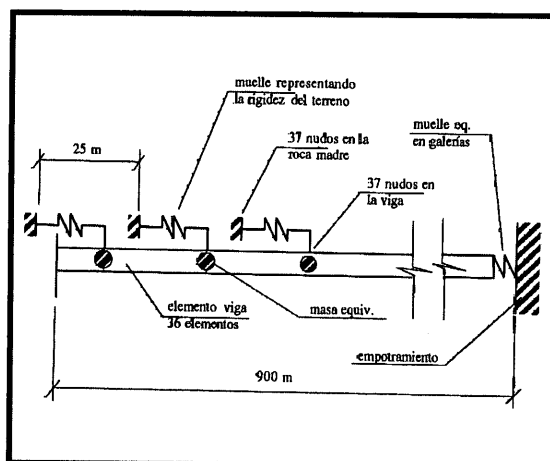
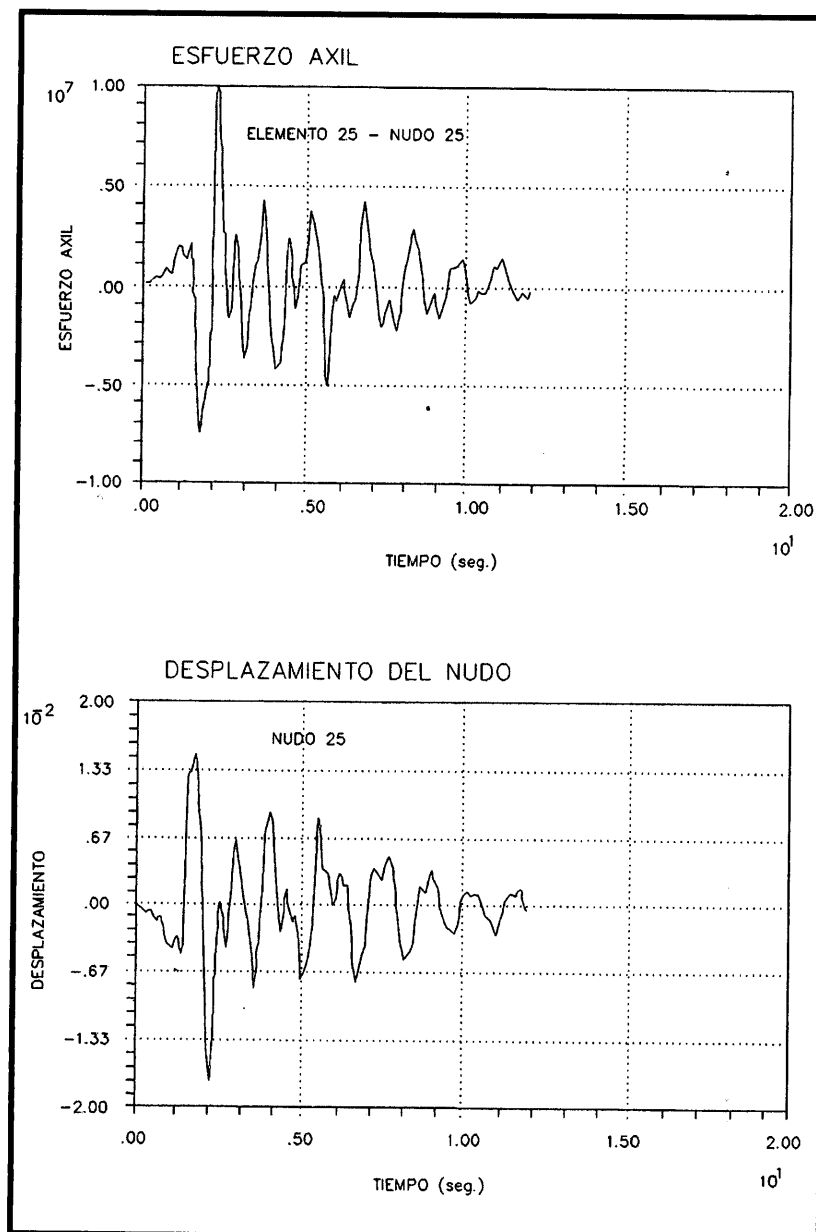


Figura 14.
Esfuerzos axiles y
desplazamientos en
un nudo típico para
la sollicitación axil.



6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Tal como se indica en la figura 13 la longitud total del túnel de Somport, a excepción de las boquillas, ha sido estudiada mediante modelos de 900 m. de longitud sometidos a la acción del acelerograma compatible con el espectro, descrito más arriba.

En los apartados siguientes se comentan algunos de los resultados obtenidos.

6.1. MODELOS CON DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

El objetivo de este modelo es fundamentalmente cuantificar la influencia de la transición entre suelos distintos. En la figura 14 se dibujan para un caso típico los axiles y desplazamientos máximos en los nudos y se puede observar que se presenta un máximo precisamente en el punto de cambio de terreno motivado por la diferencia de rigideces y masa movilizada.

En el resto de los tramos se aprecian fenómenos semejantes y, en particular que a mayor contraste de propiedades, mayores son las tensiones inducidas.

También se observa que si el terreno es uniforme y se establece una rigidez equivalente a los refugios en los puntos extremos, es en ellos donde aparecen los valores más altos como era de esperar, aunque su orden de magnitud es inferior a los obtenidos en las transiciones de terreno.

La figura 15 presenta un ejemplo, mientras que en la 16 se dibujan resultados obtenidos para el túnel completo.

6.2. MODELOS DE AXIL-FLEXIÓN

Existen dos direcciones posibles de flexión, la horizontal y la vertical. Aunque ambos casos parecen semejantes, además de la diferencia obvia relacionada con las diferentes propiedades mecánicas existe la diferente rigidez del suelo: mientras que en movimientos horizontales la rigidez del suelo es la misma a derecha e izquierda, en movimientos verticales el comportamiento hacia arriba o hacia abajo es distinto almacenando por lo tanto los desplazamientos plásticos preferentemente hacia una dirección. En cualquier caso los resultados del análisis son semejantes a los del apartado anterior: las tensiones crecen en los cambios de terreno y pueden superar la resistencia del material. La diferencia principal con los modos de axil radica en que ahora las tensiones en los extremos

son más altas debidas al empotramiento supuesto en los refugios transversales.

Las figuras 17 y 18 contienen ejemplos de la respuesta de la misma sección en flexión horizontal y vertical, y en ellas se pueden apreciar las diferencias indicadas.

Las figuras 19 y 20 son ejemplos adicionales mientras que las 21 y 22 corresponden a la totalidad del túnel.

En cualquier caso las tensiones en flexión vertical serían inferiores cuando la sección dispone de contrabóveda.

6.3. MODELOS TRANSVERSALES

Las secciones transversales se han estudiado bajo ondas horizontales y verticales que viajan perpendicularmente al eje del túnel.

Como era de imaginar los peores resultados en relación con los niveles de tensión se obtienen para carga horizontal, aunque como puede observarse en la figura 23 las tensiones inducidas no son tan elevadas como en casos anteriores.

6.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Al hacer independiente el comportamiento de los muelles equivalentes al terreno se puede obtener una cota de los resultados pésimos combinando las acciones de la forma siguiente:

- a: $\alpha_a L + \beta_a H + \gamma_a SE$
- b: $\beta_b T + \gamma_b SV$
- c: $\beta_c T + \gamma_c SV$
- d: $\beta_d H + \gamma_d SE$

donde las diferentes α y β son coeficientes de ponderación y L,H,T los efectos de las acciones longitudinal, horizontal, transversal sobre modelos longitudinales respectivamente, mientras SE y SV corresponden a modelos transversales accionados en dirección horizontal y vertical.

Tras realizar las pertinentes combinaciones pueden realizarse las observaciones siguientes:

▼ Combinación tipo a:

El valor máximo de la onda de axil ($\alpha_a = 1$) debe combinarse con la correspondiente β_a ($\gamma_a = 0$).

Pero los efectos máximos no coincidirán en el mismo instante o emplazamiento por lo que sólo

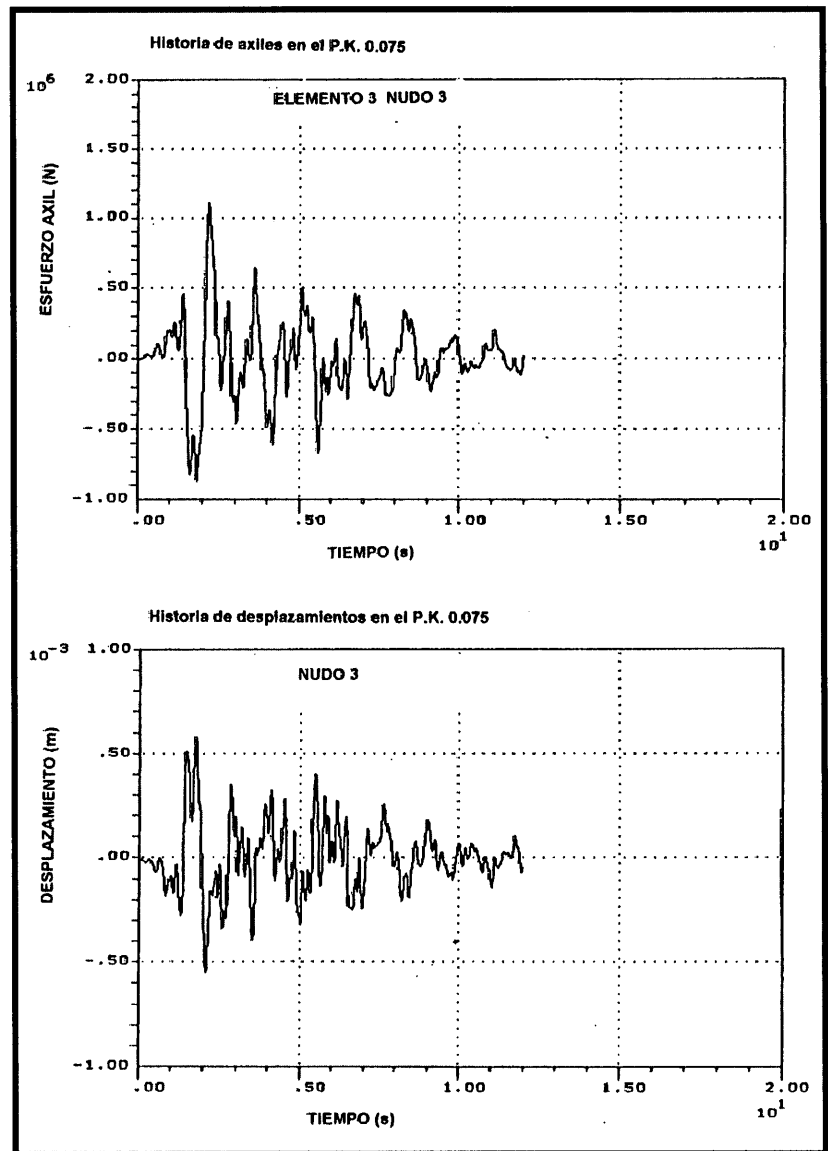


Figura 15.

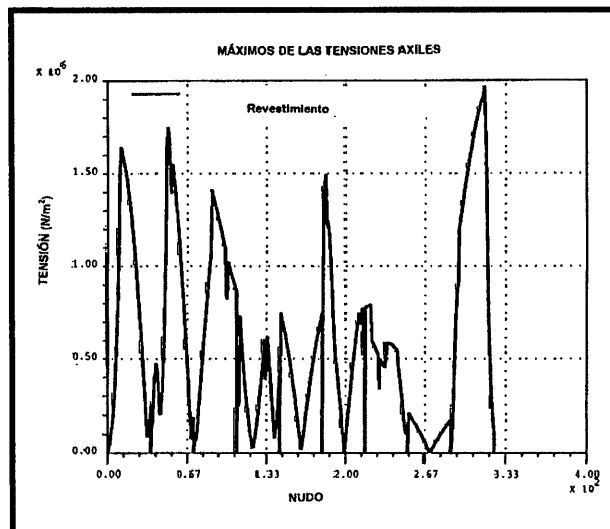
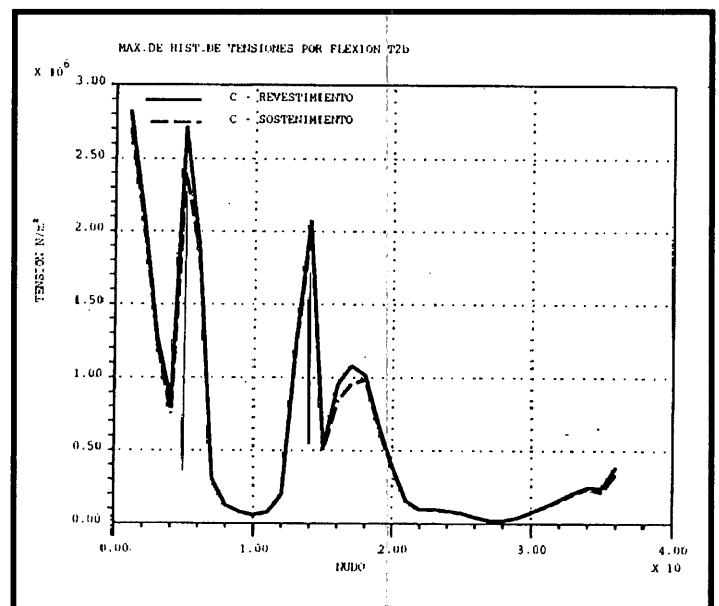
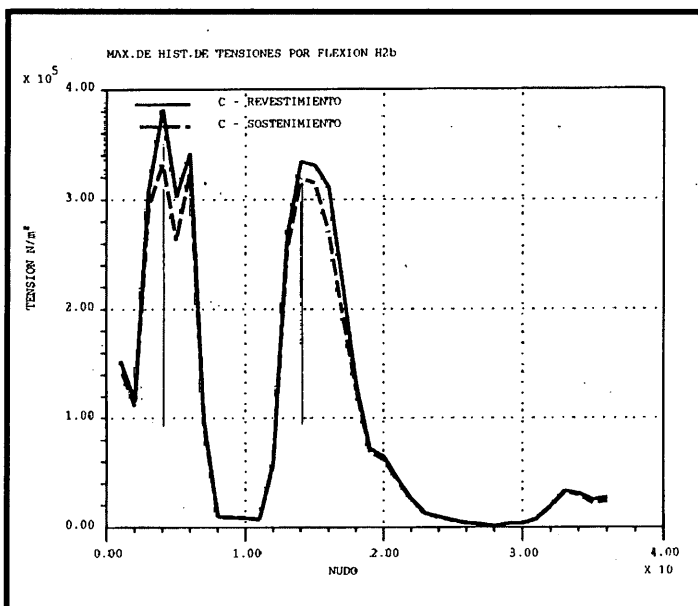
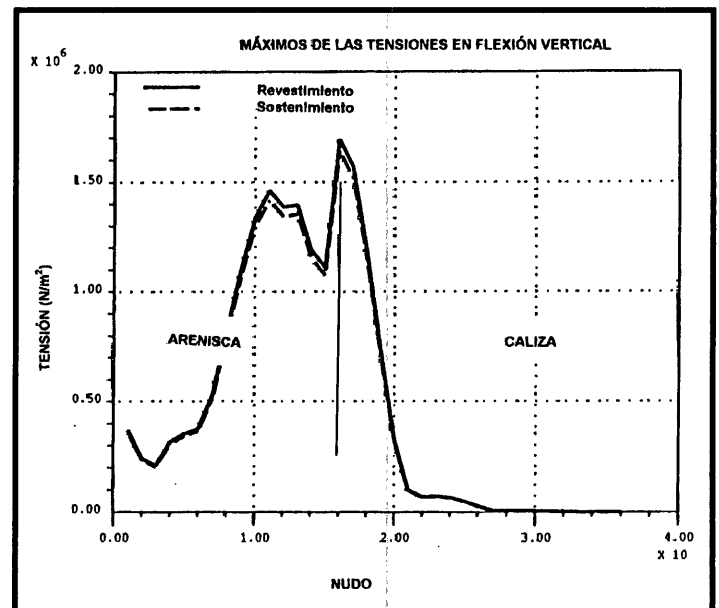
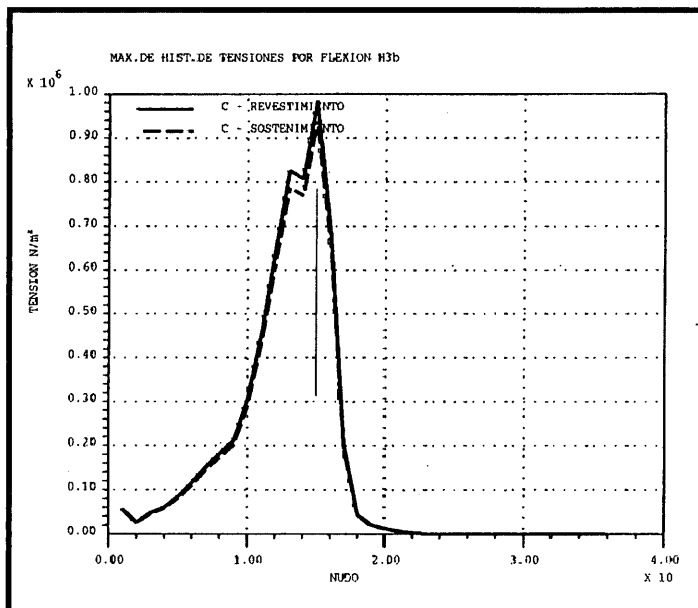


Figura 16. Tensiones desarrolladas en diferentes partes del túnel completo por efecto de la sollicitación axil.



Arriba, figuras 17 y 18. Tensiones en la transición arenisca-caliza para flexión horizontal y vertical del túnel. Abajo, figuras 19 y 20. Tensiones en diferentes transiciones para flexión horizontal y vertical del túnel.

se precisa un porcentaje (por ejemplo el 30% recomendado por EC-8). Así pues $\beta_a = 0.3 \times 1/3 = 0.1$ lo que significa que tan solo debe considerarse el 10% de la sollicitación complementaria. Dadas las incertidumbres implícitas en el cálculo sísmico podría incluso despreciarse esta pequeña contribución.

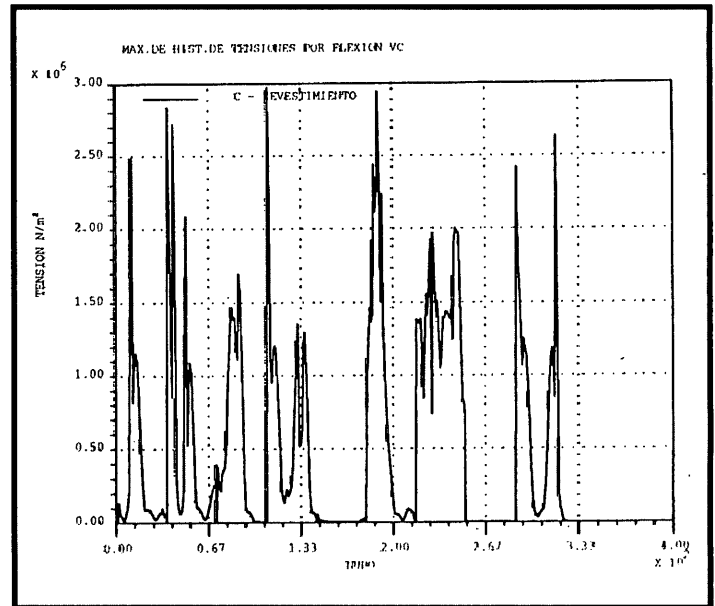
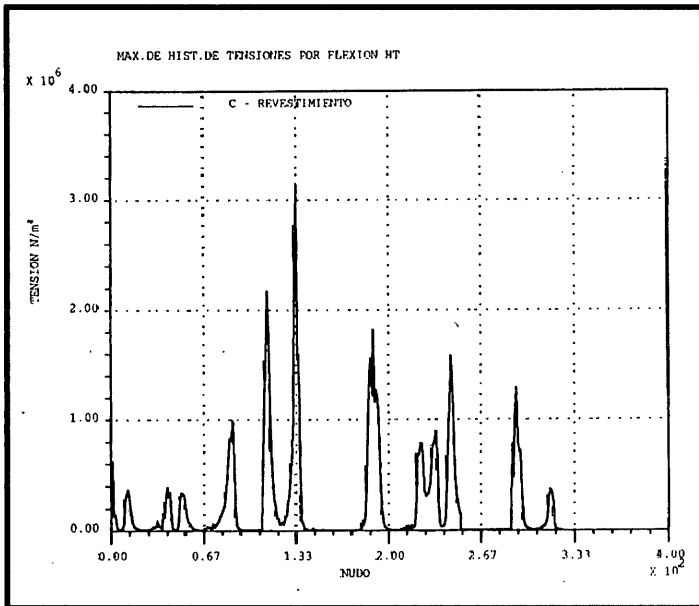
▼ Combinaciones b,c:

Ambas son prácticamente la misma. La diferencia entre ellas es el contenido de frecuencias "apreciado" por el túnel.

El reducido nivel de tensiones obtenido en el análisis SV (5 Kp/cm²) y el hecho de la falta de coincidencia de los efectos de SV y T en un mismo emplazamiento de la sección transversal permitiría despreciar ambas combinaciones y mantener los valores de T como una buena aproximación.

▼ Combinación d:

Los valores obtenidos en esta combinación son tan reducidos que no cambian las conclusiones anteriores.



7. CONCLUSIONES

Las tensiones y desplazamientos obtenidos no son muy elevados por lo que, excepto en las transiciones de terreno con propiedades muy diferentes, el tubo puede resistirlas. Para evitar la fisuración se puede recurrir a dos soluciones: distribuir las fisuras armando las secciones o materializarlas mediante juntas controladas que permitan los desplazamientos sin incrementar las tensiones; esta última es la solución que parece más aceptable para el revestimiento.

La importancia de incluir una junta puede verse en la figura 24 donde se observa que en este caso particular las tensiones se reducen en un 30%.

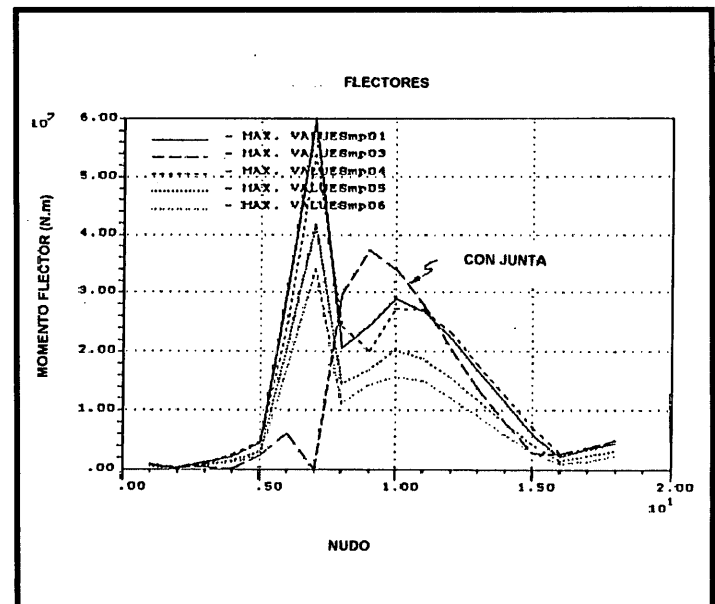
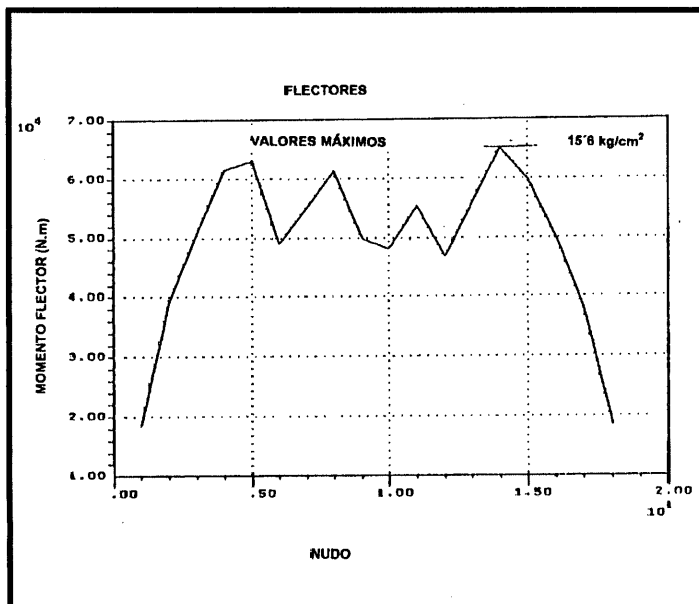
Durante el proceso constructivo puede aumentarse la frecuencia de juntas según la importancia de la transición de propiedades del terreno.

8. REFERENCIAS

—M. Miyajima, M. Kitaura: "Inelastic Behavior of Pipelines Buried Through Liquefiable Zone". 3nd

Arriba, figuras 21 y 22. Máximas tensiones para flexión horizontal y vertical en la longitud total del túnel.

Abajo, figura 23. Momentos flectores en modelo transversal y figura 24. Importancia de una junta en zona de transición,



U.S. Conference in Lifeline Earthquake Engineering. 1991.

–**L.R.L. Wang, H. Zhang, I. Ishibashi:** “Performance of Pipelines During Soil Liquefaction”. 3rd U.S. Conference in Lifeline Earthquake Engineering. 1991.

–**T.D. O’Rourke, P.A. Lane:** “Liquefaction Hazards and Their Effect of Buried Pipelines”. NCE-ER-89-0007. 1989.

–**J.R. Keaton, J.E. Bischoff, T.L. Yound, M.A. Mabey:** Liquefaction Hazards Analysis for the Design of the River Pipeline at the Muddy River Crossing-Southern Nevada”. 3rd U.S. Conference in Lifeline Earthquake Engineering. 1991.

–**N.M. Newmark, W.J. Hall:** “Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement” Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute de EE.UU. 1975.

–**T. Ariman, B.J. Lee:** “Tensional Bending Behavior of Buried Pipelines under Large Ground Deformations in active Faults”. 3rd Conference in Lifeline Earthquake Engineering. 1991.

–**L.R.L. Wang:** “Numerical Seismic Analysis and Modelling of Buried Pipelines”. Del libro: Soil-Structure Interaction Numerical Analysis and Modelling, editado por J.W. Bull. 1994.

–**J. Iseberg, E. Richardson, H. Kameda, M. Sugito:** “Pipeline Response to Loma Prieta Earthquake”. Journal of Structural Engineering, vol 117, nº 7.1991.

–**T.R. Kuesel:** “Earthquake Design Criteria for Subways”. Journal of Str. Division, ASCE, 95 (6) 1969.

–**T. Akiyoshi:** “The effect of Ground Movement on Pipelines”. Del libro: Soil-Structure Interaction: Numerical and Modelling, editado por J.W. Bull. 1994

–**M.A. Hacar, E. Alarcón:** “Elementos de Dinámica Aplicada a las Estructuras” 1972.

–**A. Hindy, M. Novak:** “Earthquake Response of Underground Pipelines”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics- vol 7. 1979.

–**R.N. Hwang, J. Lysmer:** “Response of Buried Structures to traveling waves”. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Feb. 1981.●